HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	飽和粘性土の非排水応力-ひずみ挙動に及ぼす長期異方圧密の影響
Author(s)	三田地, 利之; Mitachi, Toshiyuki; 藤原, 幸彦 他
Citation	北海道大學工學部研究報告, 128, 15-28
Issue Date	1985-10-31
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/41950
Type	departmental bulletin paper
File Information	128_15-28.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

北海道大学工学部研究報告
第128号（昭和60年）

Bulletin of the Faculty of Engineering.
Hokkaido University. No.128(1985)

飽和粘性土の非排水応力—ひずみ挙動に及ぼす長期異方圧密の影響

三田地 利之* 藤原 幸彦*

（昭和60年6月30日受理）

The Effect of Long Term Anisotropic Consolidation on the Undrained Stress-Strain Behaviour of Saturated Clay

Toshiyuki MITACHI and Yukihiko FUJIWARA

(Received June 30, 1985)

Abstract

In-situ clay soils have usually been anisotropically consolidated over a long period of time since they have deposited, and they exihibit secondary consolidation and the cohesive bonds at the contact points between the particles grow during the period of time.

Recently, the importance of the evaluation of these time effects on the stress-strain behaviour of clay soils has been pointed out. But the studies on this subject are extremely limited because of the difficulty of reproduction of in-situ time scale in the laboratory.

A series of consolidated undrained triaxial compression tests on two saturated remoulded clays were performed to investigate the influence of the duration of the anisotropic consolidation on the undrained stress-strain behaviour of clay.

Experimental results show that the clays increase in brittleness and the undrained strength increases with the increase in consolidation duration.

A method to predict the undrained shear strength of clay consolidated over a long period of time by applying the existing method of estimation of that applied to the over-consolidated clay is proposed. It is also shown that the method of prediction can be improved by suitable evaluation of the change in dilatancy characteristics of clay with the elapsed time in secondary consolidation.

1. まえがき

粘性土の構成式に関する近年の研究の発展にはめざましいものがあり，数多くの構成式が提案されている[1]。しかしながら，これらの構成式は室内で調整された乱した粘性土に関する実験データにもとづくものが多く，しかも一次圧密終了直後の正規圧密粘性土を対象としている。一方，自然状態で堆積している粘性土は沖積粘土においても，一般に堆積後現在に至るまで異方圧密条件下で長時間を経過し，二次圧密，セメンテーション等のいわゆる時間効果を受けており，近年はこの圧密時における時間効果（Aging効果）の評価の重要性が各方面で指摘されている[2)~7)]。し

* 土木工学科 土質工学講座

かしながら，この種の実験的研究は自然状態におけるタイムスケールを室内実験において再現し得ないこともあって極めて少ないのが現状である。

著者らは[8]等方圧密条件下で二次圧密を受けた粘性土および二次圧密を阻止された粘性土の非排水せん断特性を，せん断時のひずみ速度を変えて実験的に検討し，圧密時とせん断時における時間効果の影響を調べた。そして，さらにこれらの実験データを基にして，Roscoe ら[9]の理論を基本として先に著者ら[10]が提案した応力—ひずみ式を拡張し，圧密時間とひずみ速度の影響を取り込んだ応力—ひずみ式を導いた[11]。

一方，原位置における粘性土は一般に異方圧密条件下に置かれていることが多いが，異方圧密条件におけるこの種の実験的研究は非常に少ない。そこで，本研究の目的は，原位置の応力条件により近い異方圧密条件における実験室レベルでの長時間圧密が，粘土の非排水せん断挙動に及ぼす影響について実験的に検討しようというものである。

2．実　　験

2.1　試料および供試体

実験に用いた試料は勇払郡早来町安平と空知郡北村大願で採取した2種類の自然粘土の練り返し調整試料である。練り返した試料の物理的諸性質はTable 1.に示す通りである。これらの試料を約2時間ソイルミキサーで攪拌してから直径200 mm，高さ400 mmの予圧密セルに真空で引き込み約2時間真空脱気したのち，鉛直圧密圧力80 kPaで約2週間一次元的に予圧密して，自立限界程度の含水比（早来粘土で約57%，大願粘土で約65%）とし，予圧密中の排水方向と直角方向に直径50 mm，高さ120 mmの円柱形に切り出して供試体とした。供試体の三軸セルへのセットは水中で行い，その際に供試体周面にスリットを入れたドレーンペーパーを巻き，圧密中の排水は供試体半径方向に強制した。また，供試体上下端面にシリコングリースを塗布したテフロンシートを敷いて端面摩擦の軽減を図った。試験中，間隙水圧は供試体下端部中央で圧力変換器により，軸力は三軸セル内部にセットしたロードセルによって測定した。なお，試験中の室温は20±0.5℃に制御されている。

Table 1　Physical properties of samples

Properties	早来粘土	大願粘土
Specific gravity	2.65	2.75
Liquid limit (%)	63	86
Plastic limit (%)	33	33
Plastic index	30	53
Clay fraction $<5\mu$m (%)	60	88
Activity	0.67	0.76
Compression index Cc(Iso)	0.317	0.544
Compression index Cc(Ko)	0.296	0.524
Swelling index Cs(Iso)	0.086	0.106
Swelling index Cs(Ko)	0.044	0.115
Coefficient of Secondary compression $C\alpha$	0.009	0.018

2.2　実験の種類および方法

本研究で実施した試験は下記の通りである。なお，全ての試験において，圧密開始時より100 kPaのバックプレッシャー（*B.P.*）を載荷し，せん断時のひずみ速度は0.04%/ minとした。

(1) CK_0U 試験　　K_0 条件で一次圧密終了後（後述）の非排水圧縮試験

(2) CK_0RU 試験　　K_0 条件で一次圧密・膨張終了後の非排水圧縮試験

(3) SAU 試験　　K_0 条件で一次圧密終了後 σ'_v 一定（早来粘土で $\sigma'_v \fallingdotseq 600$ kPa，大願粘土で $\sigma'_v \fallingdotseq 545$kPa）のもとに主応力比 $K\,(=\sigma'_h/\sigma'_v)$ が正規圧密領域での K_0 値（K_{0NC}）となるように異方応力条件で長時間（3～120日）圧密したのちの非排水圧縮試験

K_0 圧密・膨張は原則として自動 K_0 圧密装置[12]を用いて行ったが，一部の CK_0U および SAU 試験では手動制御によって K_0 圧密を行った。自動 K_0 圧密装置を用いたものは 12 時間間隔で側圧を 10～30 kPa ずつ段階的に増加あるいは減少させ K_0 圧密・膨張を行った。このときの正規圧密領域での K_0 値は早来粘土で $K_{0NC}=0.50\pm0.02$，大願粘土で $K_{0NC}=0.55\pm0.01$ であった。また，手動制御による K_0 圧密も自動 K_0 圧密装置による場合と同様に側圧を増加させ，供試体の側方ひずみが生じないようにベロフラムシリンダーによって軸圧を制御した。このときの K_0 値は自動 K_0 装置を用いた場合とほとんど一致した。なお，SAU 試験における最終載荷段階は全て手動制御によった。

本研究では主として二次圧密領域における異方圧密粘土の挙動を論じるため，K_0 圧密時における一次圧密終了点を規定しておく必要があるが，これを三軸供試体について明確に規定するのは一般に困難である。そこで，本研究では K_0 圧密過程において間隙水圧がほぼ消散する時点をもって一次圧密終了点とすることにした。Fig. 1 に早来粘土および大願粘土の間隙水圧の消散過程の代表例を示したが，両試料とも載荷後 12 時間程度で間隙水圧はほぼ消散しているとみなせる。そこで，本研究では最終段階の圧密圧力載荷後 12 時間をもって一次圧密が終了するものとした。

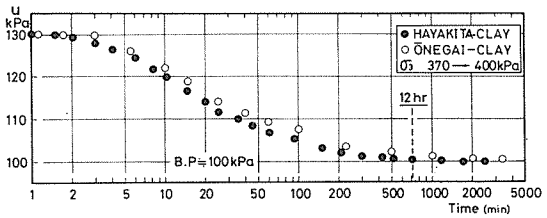

Fig. 1 Pore pressure dissipation during consolidation after final step loading

なお，SAU 試験の長期異方圧密期間中にはほとんど供試体断面積は変化しないと予想されたので，K_0 一次圧密終了時の供試体断面積 A_1 を用いて算出した σ_v および応力比 K 値（$=K_{0NC}$）が一定となるように応力制御を行った。Table 2. は今回行った全ての SAU 試験における供試体の K_0 一次圧密終了時の A_1 と長期圧密終了時の含水比と沈下量 ΔH から求めた断面積 A_C の比を示したものである。全体的に長期異方圧密中にわずかに供試体断面積が小さくなる傾向にはあるが，σ_v および K 値一定の条件はほぼ満たさているとみなせる。

Table 2 Change in cross sectional area of specimen

TEST No.	Ts(days)	Ac/A_1
H－100	3	1.00
H－90	4	1.00
H－91	5	0.99
H－14	8	0.99
H－5	14	1.00
H－4	21	0.98
H－13	28	0.98
H－2	56	1.00
H－6	56	0.99
H－73	86	0.99
H－74	86	1.00
H－81	120	0.98
H－82	120	1.01
H－83	120	1.01
H－84	120	1.01
O－17	8	0.99
O－15	14	1.00
O－11	28	1.00
O－12	42	1.00

H:HAYAKITA－CLAY
O:ŌNEGAI－CLAY

3．実験結果と考察

3.1　長期異方圧密中の含水比の変化

Fig. 2 は，(1)式によって求めた早来粘土ならびに大願粘土の SAU 試験における長期圧密期間中の体積変化量 ΔV をもとに算出した含水比低下量 ΔW（%）と圧密時間 T_S（days）との関係を示したものである。

$$\Delta V=\Delta H\cdot A_c \qquad (1)$$

ややばらつきはあるものの ΔW は $\log T_s$ に対してほぼ直線的に増加しているのがわかる。この直線の傾きより今回の異方圧密条件での平均

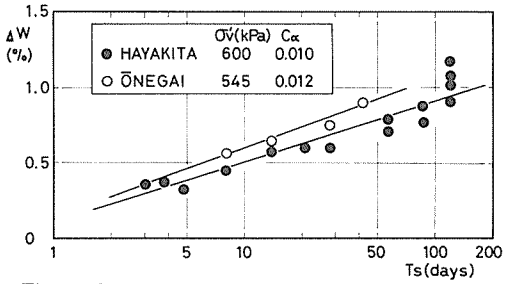

Fig. 2 Change in water content during long term consolidation

的な二次圧密係数 $C\alpha$ が計算出来る。

$$C\alpha=\Delta e/\Delta\log T_S=\Delta W\cdot G_S/\Delta\log T_S \qquad (2)$$

Δe：長期圧密中の間隙比低下量

G_S：試料の比重

(2)式より早来粘土では $C\alpha=0.010$，大願粘土では $C\alpha=0.012$ が得られた。なお，別に行った標準圧密試験から $\sigma'_v=627$ kPa における $C\alpha$ は早来粘土で0.009，大願粘土で0.018であった。

以上の実験結果からもわかるように，一般に長期異方圧密によって粘土は Fig. 3 に模式的に示すように，e－$\ln\sigma'_v$ 図上では N.C.L.上のA点から σ'_v 一定の条件で含水比が低下してB点に至り，見掛け上過圧密領域に入ることになり，その結果，圧密降伏応力を有することになるから過圧密比を定義できる。ところで，Fig. 4 は両試料の CK_0RU 試験における過圧密比 OCR と K_0 の関係を示したものであるが，一般に知られているように OCR の増加に伴い K_0 値は増加する傾向を示している。従って赤井ら[13]が指摘したように $q-p-e$ 図（$q=\sigma'_v-\sigma'_h$，$p=(\sigma'_v+2\sigma'_h)/3$）上では Fig. 3 のB点における K_0 二次圧密粘土と K_0 過圧密粘土が等価になるためには，二次圧密中に K_0 値は OCR に見合うだけ増加しなければならないことになるが，現在までのところ K_0 二次圧密中に K_0 値がどのような変化を示すのかについては定説がない[14]。一方，本研究における SAU 試験の長期圧密過程においては K 値がほぼ一定に保たれており，$q-p-e$ 図上では同一の σ'_v および e を持つ K_0 過圧密粘土とは p の値が異なり，明らかに等価とは言えない。従って，赤井らの指摘するよう[13]に Fig. 3 のB点からの再載荷過程において膨張・再圧縮指数 $\kappa(=\Delta e/\Delta\ln\sigma'_v)$ の値がB点に至るまでの圧密履歴によって異なり，かならずしも一定値とはみなせない可能性があるが，本研究においては便宜的に κ は CK_0RU 試験の膨張過程から求めた膨張線の傾きとし，次式によって長期圧密粘土の OCR を定義した。

$$OCR=\exp[\Delta e/(\lambda-\kappa)] \qquad (3)$$

(3)式によって求められた SAU 試験における OCR を Table 3. に示した。$T_S=120$ 日までで OCR は 1.3 程度となることがわかる。ここで同一の T_S に対して OCR の値がばらつくのは，$C\alpha$ が各供試体によって多少異なるためである。

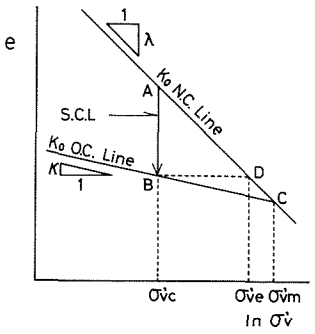

Fig. 3 Schematic representation of void ratio vs. effective stress relationship

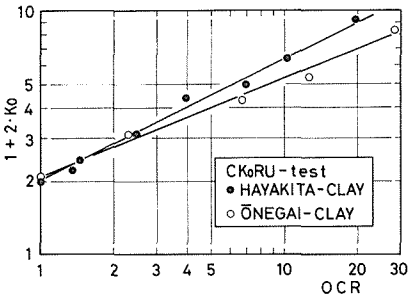

Fig. 4 Coefficient of earth pressure at rest vs. overconsolidation ratio

Table 3 Overconsolidation ratio of specimen consolidated for various period of time

TEST No.	Ts(days)	OCR
H－100	3	1.11
H－90	4	1.10
H－91	5	1.10
H－14	8	1.12
H－5	14	1.13
H－4	21	1.13
H－13	28	1.21
H－2	56	1.22
H－6	56	1.22
H－73	86	1.19
H－74	86	1.24
H－81	120	1.28
H－82	120	1.30
H－83	120	1.24
H－84	120	1.33
O－17	8	1.08
O－15	14	1.10
O－11	28	1.13
O－12	42	1.14

3.2 軸差応力－ひずみ挙動

Fig. 5 (a), (b)はそれぞれ早来粘土，大願粘土のCK_0U，SAU試験の軸差応力(q)と軸ひずみ(ε_a)の関係の代表的な例を示したものである。なお，qはすべて圧密時の平均有効市応力($p_c=(\sigma_v'+2\sigma_h')/3$)で正規化されている。両試料とも$T_s$が長くなるほど，応力－ひずみ曲線のせん断初期における立ち上がりが急となり，qの最大値(q_{max})は増加し，その後のひずみ軟化が著しくなる傾向にあるのがわかる。なお，大願粘土の$T_s=42$日のものと$T_s=28$日のものとを比較すると前者のq_{max}が小さくなっているが，大願粘土では一次圧密中供試体にやや不均一な変形を生じさせてしまったためと考えられる。Fig. 6は全てのSAU試験の$\varepsilon_a=0.2\%$におけるT_sと割線係数$E_{sc}(=\Delta q/p_c/\varepsilon_a)$を$CK_0U$試験におけるそれ($E_{NC}$)で正規化して示したものである。両試料とも$T_S$の増加とともに供試体の初期剛性は顕著な増加を示しているのがわかる。Bjerrumら[2]はほとんど二次圧密を生じない粘土を用いて行った長期圧密非排水試験の結果，せん断初期における応力－ひずみ曲線の立ち上がりが急になるのは，長期圧密中に形成される粒子間の結合力によるものであるとしている。一般に長期異方圧密過程を粘土の構造変化の見地から見ると，二次圧密による間隙比の減少と粘土の行動単位（ペッド）の配列変化[15]，およびセメンテーションをはじめとした物理化学的作用[3]に伴う粘土構造の安定化過程と考えられている。従って，これらの作用によって形成された粘土の骨格構造がその後のせん断挙動に大きな影響を及ぼすことが予想される。本研究で用いた粘土は前述したように，長期圧密中に二次圧密による間隙比の減少をともなって見掛け上過圧密状態に至っているから，初期剛性の増加は間隙比の減少と物理化学的作用による粒子間結合力の増大という2つの要素に起因するものと考えられる。

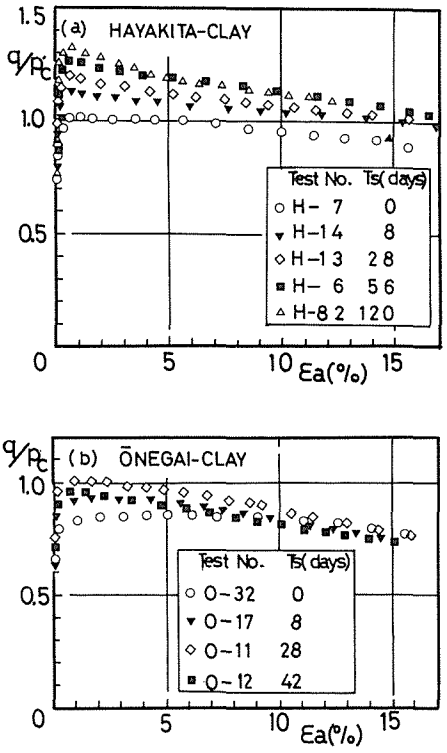

Fig. 5 Deviatoric stress versus strain relationship

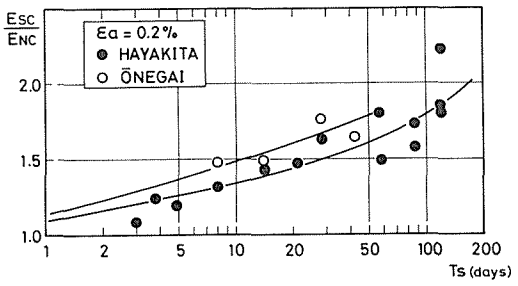

Fig. 6 Ratio of secant moduli at 0.2% strain vs. elapsed time in secondary consolidation

3.3 間隙水圧－ひずみ挙動

Fig. 7 (a), (b)は両試料のCK_0U，SAU試験の非排水せん断中の発生間隙水圧(Δu)とε_aとの関係を示したものである。なおΔuは全てp_cで正規化されている。早来粘土はせん断初期($\varepsilon_a=1.0\%$前後)まではT_sによらずほぼ同様な挙動を示しているが，それ以降はT_sの長いものほどΔuの

発生量は小さい。一方，大願粘土ではせん断初期から T_s の長いものほど Δu の発生量が小さいのがわかる。また，破壊時における $\Delta u/p_c$ は早来粘土では長期圧密を受けることにより $\Delta u/p_c$ が K_0 正規密粘土の½程度に減少するが，T_s の影響はそれほど顕著ではないようである。これは Fig. 5 からもわかるように，CK_0U 試験では $\varepsilon_a=1.5\%$ 程度で破壊しているが，SAU 試験では $\varepsilon_a=0.5\sim0.8\%$ で破壊しており，このひずみレベルにおいては上述したように SAU 試験における $\Delta u/p_c$ は T_s にあまり影響されないためである。これに対して大願粘土では T_s が長くなるにつれ破壊時の $\Delta u/p_c$ は顕著な減少を示し，T_s が 42 日のものではほとんど間隙水圧は発生していない。

破壊時（q_{max}）の A_f と T_s の関係を見たのが Fig. 8 である。両試料とも T_s が長くなるにつれて A_f が減少する傾向にあり，大願粘土では特にこの傾向が著しい。Fig. 9 (a), (b)は CK_0RU, SAU 試験における A_f と OCR との関係を示したものである。これを見ると，両試料とも CK_0RU 試験の A_f は $OCR=1.0$ から 2.0 の間に急激に減少するが，それ以降の減少は比較的小さい。一方，SAU 試験における A_f は，両試料とも長期圧密により過圧密粘土と同様に減少するが，同一の OCR の過圧密粘土より小さくなる傾向にあり，とくに大願粘土ではその傾向が著しいことがわかる。以上のように，粘土の種類によってその影響度合と影響の仕方は異なるものの，等方圧密の場合[8]と同様に長期異方圧密は非排水せん断時の発生間隙水圧を減少させる効果を持つ。これは 3.2 でも触れたように，長期圧密過程における粘土の骨格構造の安定化により，せん断時に加わる外力の粘土骨格構造によって担われる部分（有効応力）が増加するため，結果的に発生間隙水圧が減少するためであろう。

3.4 有効応力経路および強度定数

Fig. 10 (a), (b)に両試料の SAU, CK_0U 試験の p_c で正規化した有効応力経路を示した。これらの図より異方圧密条件下においても等方圧密条件下の場合[11]と同じように，T_s の増加とともに有効応

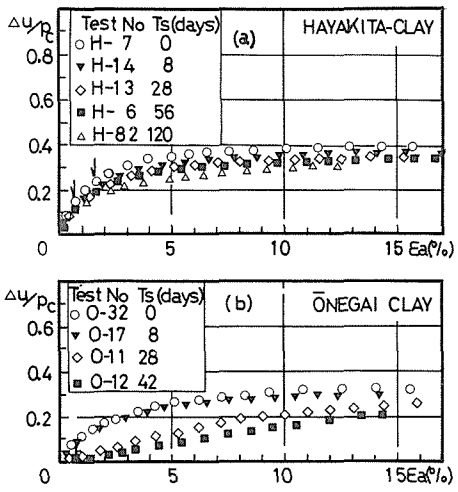

Fig. 7 Pore pressure development during undrained shear

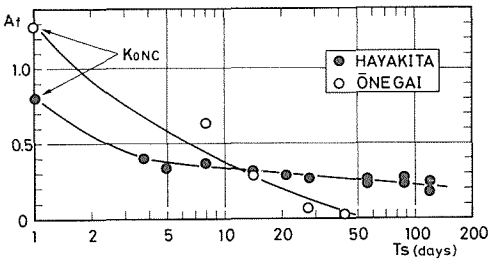

Fig. 8 Pore pressure coefficient at failure vs. elapsed time in secondary consolidation

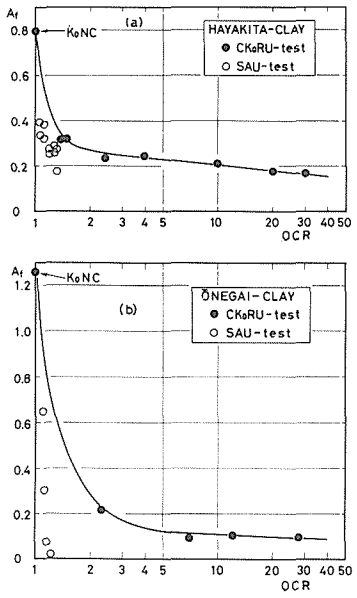

Fig. 9 Pore pressure coefficient at failure vs. overconsolidation ratio

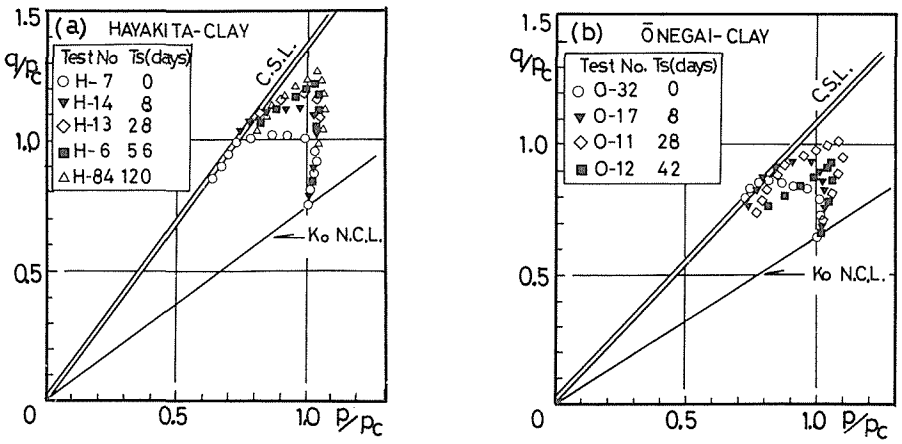

Fig. 10 Effective stress path normalized by consolidation pressure

力経路は原点から遠ざかる傾向にあることがわかる。そして，軸差応力－ひずみ挙動からもわかるように q のピーク以後，顕著なひずみ軟化を生じ，T_s によらずほぼ同一の応力比の限界状態線（C.S.L.）に至る。

Fig. 11 は破壊時（q_{max}）における ϕ' と T_s の関係をみたものである。今回の圧密期間内では早来粘土では $\phi'=28.0\sim30.5°$ となり，T_s によらず ϕ' はほぼ一定値をとるようである。それに対して大願粘土では T_s の増大とともに ϕ' は減少する傾向にあるが，一次圧密中の供試体にやや不均一な変形を生じたものがあること，また，データのばらつき自体が早来粘土と比較してやや大きいことを考えるとさらに検討の余地がある。一方，破壊規準を $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ 時としたときは，Fig. 10 からも明らかなように，早来粘土および大願粘土ともに ϕ' は T_s によらずほぼ一定値に収束する傾向にあり，このことは Vaid ら[16]，著者らの過去の研究[17]，大河内ら[18]の研究によっても認められている。

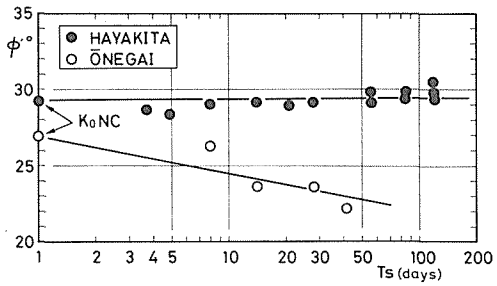

Fig. 11 Effective angle of shearing resistance at maximum deviator stress vs. elapsed time in secondary consolidation

ところで，3.2 でも触れたように赤井ら[13]は Roscoe ら[9]の提唱した状態境界面の概念を用いて，K_0 圧密条件下で二次圧密を受けた粘土の状態経路に関する検討をおこなっているが，その後の非排水せん断時における状態経路を実験的に検討した報告はほとんどないようである。本研究における長期異方圧密過程においては，p および q が一定で e が減少することになるが，Fig. 12 はこのことを模式的に示している。すなわち，長期異方圧密に伴い，粘土は K_0 正規圧密粘土の非排水せん断時の有効応力経路によって表わされる状態境界面（S.B.S.）の内部（弾性域）に位置することになり，非排水せん断時には図中の B 点から e が不変の条件で有効応力経路（E.S.P.）が描かれる。そこで，このときの長期異方圧密粘土の E.S.P. と K_0 正規圧密粘土に関する S.B.S. とがどのような関係にあるのかを見たのが Fig. 13 (a), (b)である。Fig. 13 (a)は等価平均圧密圧力 $p_e(=(\sigma'_{ve}+2K_0\sigma'_{ve})/3)$ で正規化した早来粘土の CK_0U，SAU 試験の非排水せん断時の E.S.P. を示している。T_s が 28 日程度までのものでは E.S.P. は，S.B.S. 内をたどり，S.B.S. 上で降伏し破壊に至っている。すなわち，供試体は破壊に至るまでほぼ弾性的な挙動を示す。そして，T_s がさらに

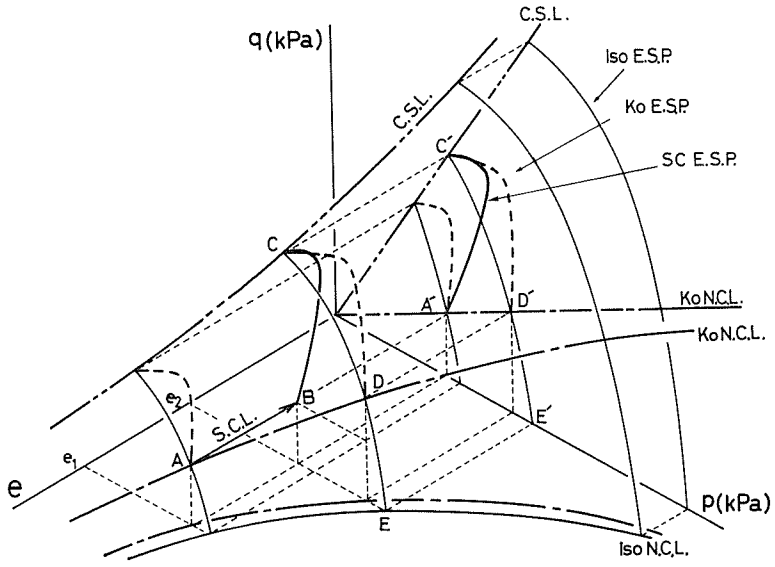

Fig. 12 Change in state path due to long term consolidation

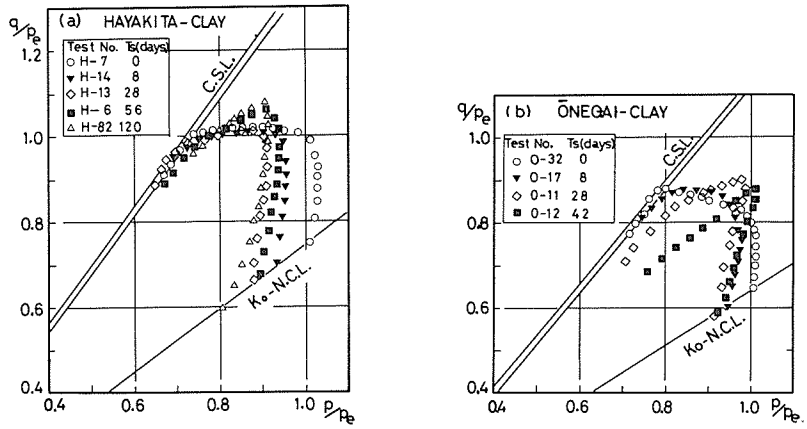

Fig. 13 Effective stress path normalized by equivalent consolidation pressure

長くなると，E.S.P.はS.B.S.内でより原点側に位置し，S.B.S.をわずかに〝突き破り〟，その上方で破壊に至るのがわかる。また，大願粘土も定性的には早来粘土と同様な挙動を示している。このことは T_s が長くなると，室内で再圧密された粘土においても，S.B.S.そのものが拡大される可能性があることを意味しており，Cam-clay model のように一つの粘土についてS.B.S.は固有のものとは見なせないことを示唆するものである。また，このことは，粘土の非排水強度についても，半沢ら[6]の指摘するように間隙比のみで一義的に定まらず，セメンテーションなどの影響を受ける可能性を示すものであろう。

3.4 長期圧密による非排水強度の増加とその推定

応力－ひずみ関係および有効応力経路からも理解されるように，異方圧密条件下で長期圧密を受けた粘土の非排水強度は T_s が長くなるほど増加する。そこで，各SAU試験より得られた長期圧密粘土の非排水強度増加率 $(S_u/\sigma_v')_{sc}$ とCK$_0$U試験より得られたK$_0$正規圧密粘土の非排水強

度増加率 $(S_u/\sigma'_v)_{NC}$ との比を T_s との関係で見たのがFig. 14である。これより，今回の T_s の範囲ではややばらつきはあるが，$(S_u/\sigma'_v)_{SC}/(S_u/\sigma'_v)_{NC}$ は $\log T_s$ に対してほぼ直線的に増加し，早来粘土では $T_s=120$ 日で1.3倍程度の増加となっている。室内試験におけるこのような非排水強度増加率の T_s に伴う増加はこれまでの報告[3),7),16),17),18)]においても認められている。

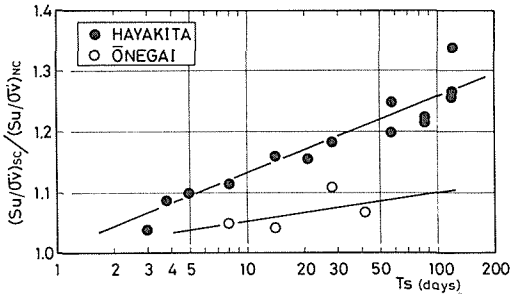

Fig. 14 Increase in undrained shear strength due to long term consolidation

ところで，安原ら[7)]は著者ら[10)]およびMayne[19)]が提案した過圧密粘土の非排水強度増加率の推定式と，Mesriら[20)]および村上[21)]が提案した二次圧密を受けた粘土の圧密降伏応力の算定式を基礎として，二次圧密による粘土の非排水強度増加率の評価法を提案し，等体積一面せん断試験の結果から実測値と推定値は良く一致すると報告している。また，著者ら[22)]も安原と同様の考えに立って等方的に長期間圧密された粘土に関して $(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ の推定値と実験値の比較を行った結果，ややばらつきはあるが，T_s が60日程度までの推定値と実測値には対応関係が認められることを報告した。異方的に長期圧密された粘土の強度増加率の推定について以下に検討する。

既に報告してきたように[23)]，K_0 圧密条件下で応力解放によって過圧密状態に至った粘土の非排水強度増加率 $(S_u/\sigma'_v)_{OC}$ は，$\Lambda=1-\kappa/\lambda$ とおくと次式で表すことができる。

$$(S_u/\sigma'_v)_{OC}=(S_u/\sigma'_v)_{NC}\cdot OCR^{\Lambda} \tag{5}$$

(5)式といくつかの仮定を用いれば，$(S_u/\sigma'_v)_{OC}$ は理想的にはただ一度の等方圧密非排水試験より推定することが可能である[23)]。ここで(5)式が長期間異方圧密を受けて過圧密領域に至った粘土の非排水強度増加率 $(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ の推定にも適用し得るものとすると(6)式を得る。

$$(S_u/\sigma'_v)_{SC}=(S_u/\sigma'_v)_{NC}\cdot OCR^{\Lambda} \tag{6}$$

なお，今回は(6)式の長期異方圧密粘土への適用性を調べることが目的であるため，推定値の誤差を最少限にする必要から，$(S_u/\sigma'_v)_{NC}$ はCK$_0$U試験より求めた実験値，ΛはFig. 15に示すCK$_0$RU試験から得られた $\log OCR-\log(S_u/\sigma'_v)_{OC}$ 直線の傾き Λ_e を用いることにする。計算に用いた各パラメータはTable 4.に示されている。以上の手順により計算された推定値とSAU試験における実測値の対応関係を見たのがFig. 16 (a), (b)である。なお，参考のため早来粘土では図中には K_0 過圧密粘土 ($OCR=1.36$) の実測値と推定値の関係もプロットしてあ

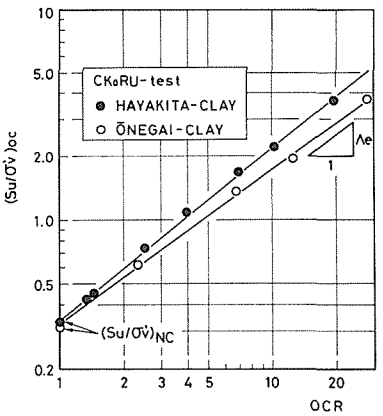

Fig. 15 S_u/σ'_v *vs.* OCR relationship obtained from CK$_0$ RU test

Table 4 Parameters for prediction

Sample	$(S_u/\sigma_v)_{NC}$	Λ_e
HAYAKITA	0.335	0.804
ŌNEGAI	0.315	0.725

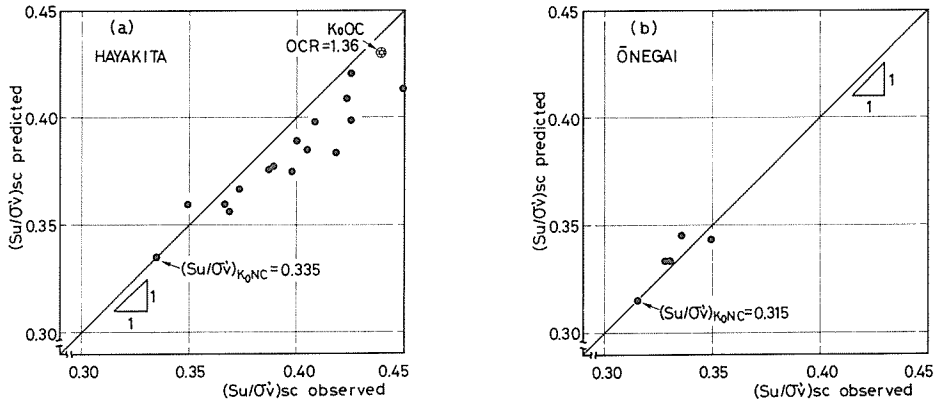

Fig. 16 Comparison of predicted and observed value of S_u/σ'_v

る。これらの図より両試料とも推定式は長期圧密に伴う非排水強度の増加傾向を比較的良く表しているが，早来粘土では全体的に実測値が推定値を上回るようである。これは(5)式は本来間隙比が等しければ正規圧密，過圧密の区別なく非排水強度は一義的に決まるとする仮定のもとに導かれるものであるが[23]，p_e で正規化した有効応力経路の考察からも理解されるように，必ずしも上述の仮定が早来粘土の SAU 試験においては満足されていないためである。

3.5 ダイレイタンシー特性

著者ら[8]は先に等方応力条件下で圧密された粘土の非排水せん断時のダイレイタンシー特性に及ぼす圧密時間の影響について報告した。長期異方圧密粘土のダイレイタンシー特性について以下に考察を加える。

著者らは粘性土のダイレイタンシーが応力比 $\eta(=q/p)$ の関数で表すことが出来るとしてダイレイタンシー関数 $F(\eta)$ を定義し，次式を得た[10]。

$$e=e_0=-\lambda\ln p/p_0-(1+e_0)\{F(\eta)-F(\eta_0)\} \tag{8}$$

ここで，p_0，η_0 および e_0 はそれぞれ圧密終了時の p，η および e である。$\eta=\eta_0$，$p=p_0$ まで異方圧密したのちの非排水試験においては(8)式で $e=e_0$ を代入して

$$F(\eta)=-\lambda/(1+e_0)\cdot\ln p/p_0+F(\eta_0) \tag{9}$$

(9)式において $F(\eta_0)$ は異方圧密時に生じたダイレイタンシーであり，非排水試験中 $F(\eta_0)=$const. であるから

$$F(\eta)^*=F(\eta)-F(\eta_0)=-\lambda/(1+e_0)\cdot\ln p/p_0 \tag{10}$$

とおけば，(10)式は $\eta=\eta_0$, $p=p_0$ で異方圧密された粘土の非排水せん断時のダイレイタンシーを表すことになる。(10)式を用いて計算した CK_0U 試験および SAU 試験における非排水せん断時の $F(\eta)^*$ と η との関係の代表的な例を Fig. 17 (a), (b)に示した。これらの図より異方圧密条件においても等方圧密時の場合と同様に[8]圧密期間が長くなるほど，せん断初期における正のダイレイタンシー（$F(\eta)^*<0$）が顕著になるのがわかる。Fig. 18 および 19 はそれぞれ $F(\eta)^*$ の最小値の絶対値 $|F(\eta_m)^*|$ と，そのときのせん断開始時からの応力比増分 $\Delta\eta=\eta_m-\eta_0$ を $\log T_s$ に対してプロットしたものである。ばらつきはあるものの $\log T_s$ に対して $|F(\eta_m)^*|$ および $\Delta\eta$ は直線的

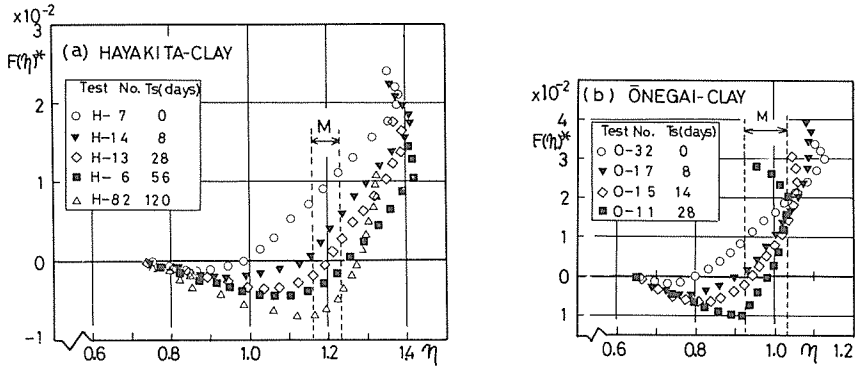

Fig. 17 Dilatancy during SAU test

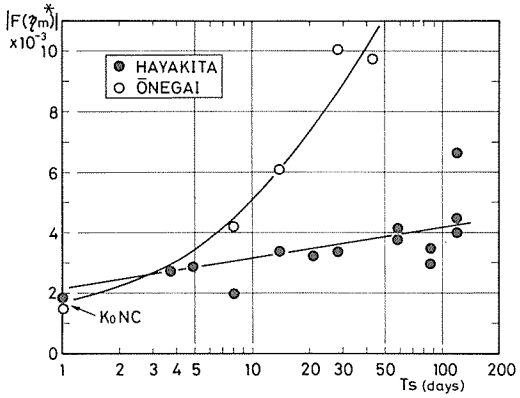

Fig. 18 Relationship between $|F(\eta_m)^*|$ versus elapsed time in secondary consolidation

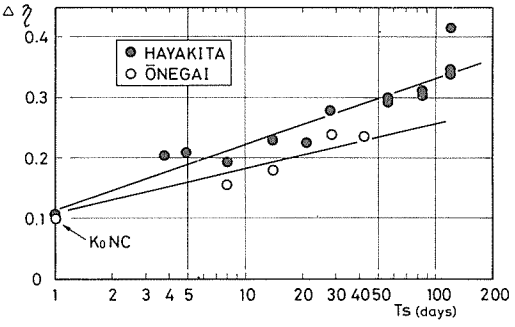

Fig. 19 Increment of stress ratio vs. elapsed time in secondary consolidation

に増加し，$F(\eta)^* < 0$ の領域が拡大してゆく傾向にあるのがわかる。これは 3.3 においても触れたように，粘土の骨格構造が長期圧密により安定化し，せん断時に負荷される外力をその骨格構造が支持するため，発生間隙水圧が減少することによると考えられる。また，Fig. 17 (a), (b)には全ての SAU 試験の q_{max} 時の $\eta(=M)$ の範囲も示している。これを見ると，CK_0U 試験では $F(\eta)^* > 0$ の領域で破壊が生じているが，T_s が長くなると $F(\eta)^* < 0$ の領域で破壊が生じていることがわかる。そして，長期圧密された粘土はこの破壊時点から $F(\eta)^*$ は η に対してほぼ直線的に増加し始め，負のダイレイタンシー領域（$F(\eta)^* > 0$）に至っている。Fig. 20 (a), (b)にこの直線部分の傾き（μ）と T_s の関係を示した。$F(\eta)^*$ のこの直線部分は前述した応力－ひずみ挙動におけるひずみ軟化過程に対応することになるが，この傾き μ は等方長期圧密の場合[8]とは異なり，T_s の長いもの程大きい傾向にあり一定値とはみなせない。

ところで，$F(\eta)^* < 0$ の部分を長期圧密中に形成される粘土粒子間の結合力が関与する領域とみ

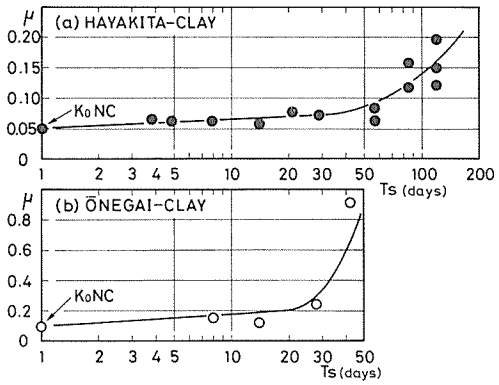

Fig. 20 Dilatancy coefficient μ versus elapsed time in secondary consolidation T_s

なせば，T_s の長いものは $F(\eta)^*<0$ の領域で破壊が生じることから，T_s の増加は二次圧密による間隙比の減少のみならず，セメンテーションなどの時間効果を反映したダイレイタンシーを通して非排水強度の増加をもたらすものと思われる。著者らは，先に実測値を忠実に表現できるような $F(\eta)$ を決めてやればその応力経路を精度良く近似出来ることを示し[10]，このことが等方圧密条件下で二次圧密を受けた粘土についても成り立つことを示した[11]。そこで，圧密時間の影響を $F(\eta)^*$ に取り込んだ長期異方圧密粘土の $(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ の推定をデータ数の多い早来粘土に関して以下に試みることにする。

(10)式より長期異方圧密粘土の非排水有効応力経路は次式によって与えられる。

$$p/p_0=\exp[-(1+e_0)/\lambda\cdot F(\eta)^*] \tag{11}$$

破壊時において，限界状態の条件 $\eta=M$，$p=q/M=2S_u/M$ および $p_0=\sigma'_v(1+2K)/3$ を(11)式に代入すると

$$S_u/\sigma'_v=(1+2K)\cdot M/6\cdot\exp[-(1+e_0)/\lambda\cdot F(M)^*] \tag{12}$$

ここで，K，M は T_s によらず一定値であるから定数とみなせる。従って，T_s の影響を取り込んだ適切な $F(\eta)^*$ の関数型を決定してやれば，(11)，(12)式から長期異方圧密粘土の破壊点までの応力経路ならびに $(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ を推定することが出来る。

本研究では早来粘土の SAU 試験における破壊時までの $F(\eta)^*$ を Fig. 21に示すように以下の2本の直線で近似出来るとする。

$$F(\eta)^*_1=\mu_1(\eta-\eta_0) \tag{13}$$

$$F(\eta)^*_2=\mu_1(\eta_m-\eta_0)+\mu_2(\eta-\eta_m) \tag{14}$$

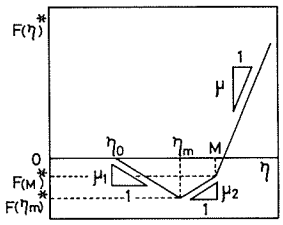

Fig. 21 Assumption on the dilatancy

(12)式と(14)式より

$$(S_u/\sigma'_v)_{SC}=(1+2K)\cdot M/6\cdot\exp[-(1+e_0)/\lambda\cdot\{(\mu_1-\mu_2)\cdot(\eta_m-\eta_0)+\mu_2(M-\eta_0)\}] \tag{15}$$

早来粘土の全ての SAU 試験の $\log T_s$ と μ_1，μ_2 との関係を Fig. 22, 23 に示した。ばらつきはあるものの μ_1，μ_2 はそれぞれ T_s によらないものとみなせる。この平均値を計算に用いる μ_1，μ_2 とすることにした。また，$\Delta\eta=\eta_m-\eta_o$ は Fig. 19 から次式で与えられる。

$$\Delta\eta=0.110\cdot\log T_s+0.108 \tag{16}$$

Fig. 24は(15)式より計算した $(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ の推定値と実測値との関係を見たものである。ただし M および e_o は各 SAU 試験から得られた実測値を用いている。Fig. 16(a)と比較すると実測値と推定値の対応はさらに良好となる。ところで，(16)式において $\Delta\eta=M-\eta_0$ となるような T_s は，$M=1.184$ とすると920日となり，(15)式によればそれ以上の長期圧密は $(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ の増加をもたらさないことになる。これは，Fig. 19 の関係を直線で近似したことに起因するものであって，この点についてはさらに実験的に検討する必要がある。

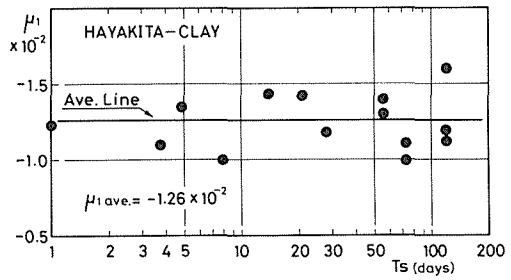

Fig. 22 μ_1 versus T_s

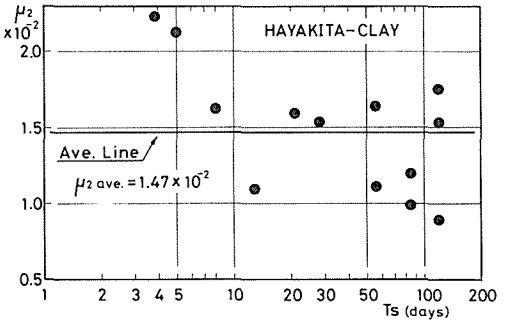

Fig. 23 μ_2 versus T_s

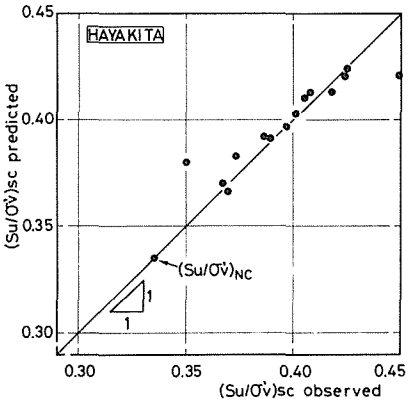

Fig. 24 Comparison of predicted and observed value of S_u/σ'_v

4. 結　　論

実験室内において，異方圧密条件下で最大 120 日までの長期圧密を行った 2 種類の練り返し粘土の非排水せん断特性を検討し，以下の結論を得た。

(1) $K=K_{0NC}$ の条件での長期異方圧密中の供試体の含水比の低下量と圧密時間（$\log T_s$）は直線関係にあり，$C\alpha$ は圧密時間によらずほぼ一定値をとる。

(2) 非排水せん断初期における応力－ひずみ曲線の割線係数ならびに非排水せん断強度は圧密時間が長くなるほど大きくなり，ぜい性的な挙動を示す。

(3) 非排水せん断時の発生間隙水圧は圧密期間の増大とともに減少する。

(4) 等価圧密圧力 p_e で正規化した有効応力経路の考察から，長時間圧密された粘土の非排水せん断時の応力状態は正規圧密粘土に関して形成される状態境界面の内部にとどまらないことが認められた。

(5) $(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ の $(S_u/\sigma'_v)_{NC}$ に対する比は $\log T_s$ に対してほぼ直線的に増大する。
また，$(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ は近似的に過圧密粘土の $(S_u/\sigma'_v)_{OC}$ の推定法によって推定可能である。

(6) 異方圧密条件下においても，等方圧密条件の場合と同様に圧密時間の増加はその後の非排水せん断初期における正のダイレイタンシー領域を拡大させる効果を有する。また，このようなダイレイタンシー挙動の圧密時間依存性を考慮したダイレイタンシー関数を導入することにより，$(S_u/\sigma'_v)_{SC}$ の推定が可能である。

5. あとがき

本研究は北郷　繁名誉教授（北海学園大学教授）の御指導の下に，昭和57年度北大工学部卒業生梅沢信敏（北海道開発局），斉藤隆宏（宮城県庁），同58年度角尾　悟（日特建設），町田　裕（銭高組）の諸君の卒業論文作成のために行なわれた実験結果の一部を取りまとめたもので，実験および図面の作成に際しては本学成田　孝助手ならびに工藤　豊技官の協力を得た。ここに記して深く謝意を表します。

参考文献

1）例えば松井　保・阿部信晴：土と基礎，31（昭58），12，p. 73－79
2）Bjerrum, L. and Lo, K. Y. : Geotechnique, Vol.13(1963), No.2, p.147－157
3）Bjerrum, L. : Geotechnique, Vol. 17, (1967), No. 2, p. 83－117
4）三笠正人・木下哲生：土木学会第25回年次講演会講演集，第3部（昭45），p. 159－162
5）Shen, C. K., Arulanandan, K., and Smith, W. S. : Proc. ASCE. Vol. 99 (1973), No. SM1, p. 95－110
6）半沢秀郎・岸田隆夫：土と基礎，30（昭57），12，p. 5－10
7）Yasuhara, K. and Ue, S. : Soils and Foundations, Vol. 23 (1983), No. 3, p. 50－64
8）山口晴幸・三田地利之・北郷　繁：土質工学会論文報告集，21（昭56）3，p. 123－131
9）Roscoe, K. H and Burland, J. B. : Engineering Plasticity (1968), p. 535－609. Cambrige Univ. Press.
10）Mitachi. T. and Kitago, S. : Soils and Foundations, Vol. 19(1979), No. 2, p. 45－61
11）山口晴幸・三田地利之・北郷　繁：土質工学会論文報告集，23（昭58），2．p. 179－188
12）Mitachi, T. and Kitago, S. : Soils and Foundations, Vol. 16 (1976), No. 1, p. 45－58
13）赤井浩一・佐野郁夫：土木学会論文報告集，第316号（昭56），p. 167－170
14）Schmertmann, J. H. : Proc. ASCE, Vol. 109 (1983), No.GT1, p. 119－122
15）風間秀彦・石井三朗・黒崎　秀：土と基礎，29（昭56）3，p. 11－18
16）Vaid, Y. P. and Campanella, R. G. : Proc. ASCE, Vol. 103 (1977), No. GT7, p. 693－709
17）三田地利之・北郷　繁・唐牛義夫：第8回土質工学研究発表会講演集（昭48），p. 299－302
18）大河内保彦・龍岡文夫：東京大学生産研究所報告，34（昭57），7，p. 296－299
19）Mayne. P. W. : Proc. ASCE, Vol. 106 (1980), No. GT11, p. 1219－1242
20）Mesri, G. and Choi, Y. K. : Proc. 6th Asian Reg. Conf. SMFE. Vol. 1 (1979). p. 151－154
21）Murakami, T. : Soils and Foundations, Vol. 19 (1979), No. 4, p. 17－29
22）北郷　繁・三田地利之・藤原幸彦：土質工学会北海道支部技術報告集，第24号（昭59），p. 147－154
23）三田地利之・小野　丘：土と基礎，33（昭60）3，p. 21－28